

江阴长江公路大桥大吨位桩静载试验

吉林 冯兆祥

(江苏省长江公路大桥建设指挥部 南京 210001)

摘要 介绍江阴长江公路大桥两根钻孔桩的静载试验和应力测试。根据试验实测结果对桩的极限摩阻力和极限承载力进行了分析,并初步探讨了摩擦桩、端承摩擦桩两种不同桩型的荷载传递机理。

关键词 桩 静载试验 应力测试 极限承载力 江阴长江公路大桥

江阴长江公路大桥位于同江至三亚国道主干线上,是我国首座千米以上跨径的特大桥梁工程,桥梁全长近3000m,按六车道高速公路标准进行设计。主桥为跨径1385m的单跨钢悬索桥,钢筋混凝土门式桥塔,北塔采取2m直径钻孔灌注桩基础,桩长约90m,嵌入微风化基岩近4m。北岸引桥基础均采用钻孔桩,桩径分别为1.2m和1.8m。为了确保中国第一、世界第四大跨径桥梁的安全性,验证设计中所采取的岩土力学参数及单桩极限承载力的合理性,探索长大钻孔灌注桩的工作机理,江苏省长江公路大桥建设指挥部组织实施了大吨位钻孔灌注桩静载试验。

1 地层的组成结构

该桥北岸为长江中下游冲积平原,覆盖层厚度达80~120m,以全新统至上更新统粉细砂为主,地层年代较新、固结度低、含水饱和。地层分布随深度依次为亚粘土、粉质亚粘土夹细砂、细砂、粉质亚粘土夹细砂、细砂及含砾中粗砂(如图1所示),其厚度分别约为25m,12m,12m,6m,6m,30m。

2 大吨位钻孔灌注桩静载试验

2.1 试桩位置的选择

主桥北塔是该桥关键工程之一,其桩基

础承受近2000MN的巨大荷载,本次试验对北塔基础设计进行验证。但鉴于北塔位于长江水中,故选择北引桥29号墩位进行试验。该试验桩距北塔中心仅50m,地质钻探结果表明,其地基组成结构与北塔相近,是较为理想的试桩位置。试桩桩位布置见图2。

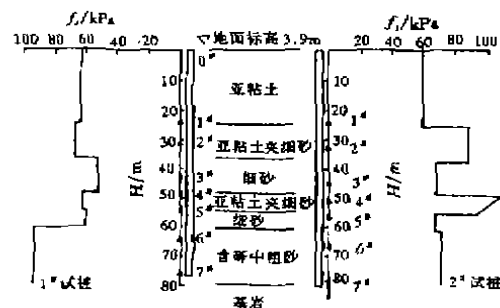


图1 测点及地层分布剖面图

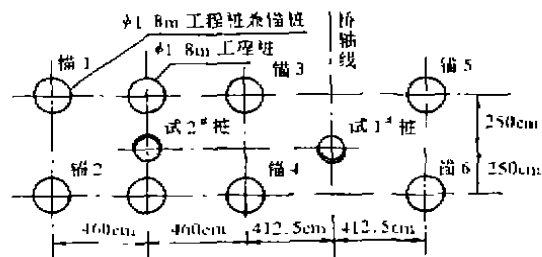


图2 试桩桩位布置

2.2 桩体及成桩概况

试桩及锚桩成孔均采用反循环工艺、泥浆护壁、水下导管法浇筑混凝土(标号C30),试桩设计直径1.0m,桩的上部为24m长的钢

护筒,1[#]试桩桩尖距基岩面0.5 m,2[#]试桩嵌入微风化基岩3.93 m。按混凝土浇筑量测算,其扩孔率分别为7.7%和16.3%。清孔要求1[#]试桩沉渣厚度在20 cm以内,2[#]试桩在5 cm以内。

2.3 测点布置和加载方式

测点布置依据钻孔柱状图所确定的地层分布(见图1),在土层分界面处的钢筋笼主筋上预埋测量元件。由于试验的重要性及试桩超长,每个测试断面都采用了应变片和钢筋计两种测试元件。钢筋计每断面为2个,应变片每断面为4个,深度大于50 m的断面其应变片增加到6个,各元件对称布置。

考虑到工程桩作为锚桩的安全性,采用了锚桩反力梁架与堆载压重相结合的加载方式。单桩最大加荷值拟定为24 000 kN,最大堆载7 000 kN,最大锚载17 000 kN。荷载分级为前两级3 000 kN,以后每级按1 500 kN加荷,并采用慢速维持荷载法,至最大荷载后分级卸荷至零(每级卸荷值为加荷值的2倍),每级卸荷后分别隔15 min,15 min,30 min测读一次,卸荷到零后继续观测2 h。

2.4 稳定与终止加载标准

试验中加卸载稳定标准以《公路桥涵施工技术规范》(JTJ024-85)的有关规定为依据,每级荷载加载后先隔5 min,10 min,15 min,15 min,15 min测读一次,之后每隔30 min测读一次,每小时沉降增量不大于0.1 mm即视为稳定。

试验过程中当出现下列情况之一时即终止加载:①总沉降大于40 mm,且某级荷载下的沉降增量与前一级沉降增量之比不小于5;②总沉降大于40 mm,某级荷载下的沉降增量与前一级沉降增量之比不小于2,且经24 h未稳定;③加载到最大荷载24 000 kN。

3 试验成果分析

3.1 极限承载力

极限承载力的确定目前有许多不同的假定和不同的标准,但在工程实践中一般采用三种方法:① $Q \sim S$ (荷载-沉降)关系曲线出

现明显转折;②某级荷载下沉降增量显著增大;③桩顶下沉量超过某种规定(各种规定存在很大差异)。

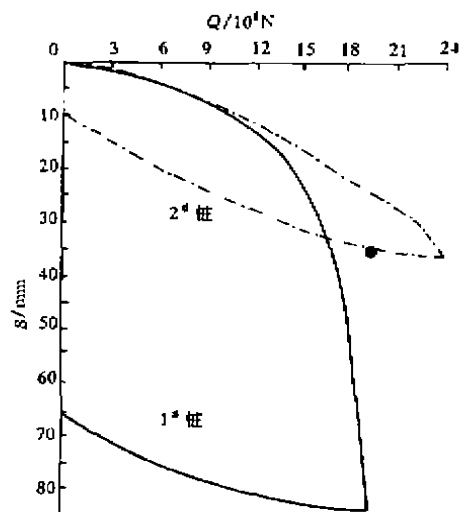


图3 桩顶荷载 Q 与沉降量 S 的关系曲线

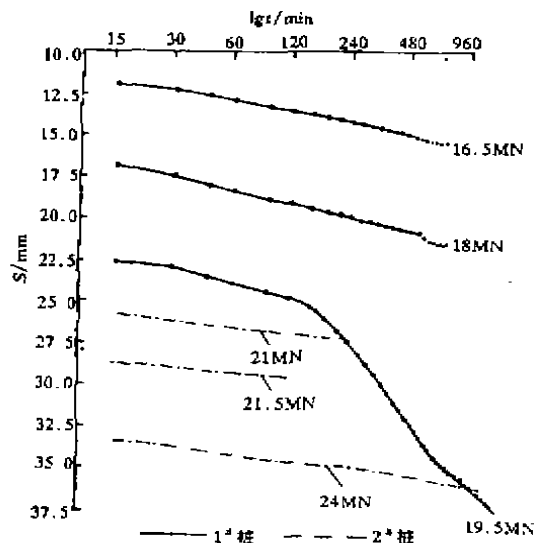


图4 某级荷载沉降 S 与时间 t 的关系曲线

本次试验桩顶的 $Q \sim S$ 关系曲线如图3所示,部分 $S \sim t$ (沉降-时间)关系曲线如图4所示。1[#]试桩最大加荷值19.5 MN,其 $Q \sim S$ 曲线和 $S \sim \lg Q$ 曲线在荷载达到18 MN后有明显陡降段, $S \sim \lg t$ 曲线在 $Q = 19.5$ MN时存在下弯段的特征,故该桩的单桩极限承载力取18 MN;2[#]试桩在最大荷载24 MN下没有达到破坏状态,其极限承载力大于24 MN。通过多种极限承载力推算方法的比较和计算,认为

按求屈服荷载的折线法推算较为合理,2[#]试桩推算的极限承载力为 27 MN。根据两根试桩承载力的比较,说明桩端适当嵌入基岩能明显提高桩的极限承载力。

3.2 桩侧摩阻力

摩擦桩的承载力主要由桩侧摩阻力提供,随着荷载增加或时间推移,其荷载逐渐向下传递,下部土层的摩阻力逐渐发挥。中上部土层摩阻力随着荷载的增加,初期呈线性递增,而后增长缓慢,继而有所下降,呈现类似“屈服”的现象。下部土层摩阻力在荷载较小时也呈线性增长,但增长量较小,随着荷载的增大,土层摩阻力的发挥加快,达到最大试验荷载时仍然处于继续增加阶段,即在荷载较大时,下部桩侧摩阻力能逐渐发挥,不同深度土层侧摩阻力与荷载的关系如图 5 所示。

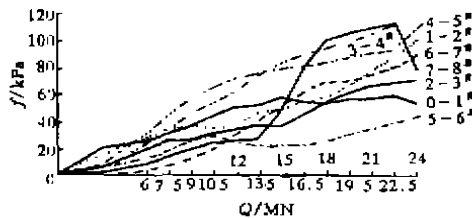


图 5 2[#]试桩单位摩阻力曲线

根据实测的荷载和对图 5 的分析,1[#]试桩加载至 16.5 MN 时桩侧摩阻力接近极限;2[#]试桩加载至 22.5 MN 后也达到或临近极限值,按不同土层整理出的实测极限摩阻力曲线见图 5。

3.3 桩底支承力

桩底支承力是根据最下面一个测试断面(1[#]试桩为第 7 断面,2[#]试桩为第 8 断面)的轴力及桩侧摩阻力推算得到的,由于 2[#]桩第 7 断面临近基岩面,其轴力为基岩对桩的总支承力,故 2[#]桩也以第 7 断面成果为分析依据,两试桩第 7[#]断面的轴力 N_7 和桩底支承力 G 与相应加载值 Q 的比值如附表所示。由附表可见,1[#]试桩在极限荷载以前,桩底支承力所占的比例很小,均在 5% 以内,说明该桩上部荷载基本上由桩周摩阻力承担;2[#]试桩的 N_7/Q 及 G/Q 都随着加荷值 Q 的增加

而近似呈线性增加,采用最小二乘法得到拟合的直线方程为

$$N_7/Q = 0.92Q - 4.668 \quad (\%)$$

$$\text{相关系数 } \gamma = 0.957$$

$$G/Q = 0.909Q - 8.850 \quad (\%)$$

$$\text{相关系数 } \gamma = 0.979$$

根据上述两方程可求得其极限承载力所对应的 $N_7/Q = 20.21\%$, $G/Q = 15.71\%$ 。由此可见,2[#]试桩的承载力也是以摩阻力为主,桩底支承力所占的比例大约在 1/4 以内。

附表 桩底断面轴力和桩底支承力与荷载的比值 %

Q/MN	N_7/Q		G/Q	
	1 [#] 桩	2 [#] 桩	1 [#] 桩	2 [#] 桩
15.0	5.0	7.7	2.9	4.7
16.5	5.5	10.9	3.4	6.3
18.0	6.7	13.1	4.7	7.9
19.5	10.9	14.1	8.9	8.9
21.0	-	14.9	-	9.9
22.5	-	15.4	-	10.6
24.0	-	17.0	-	13.9

3.4 桩身压缩及桩底沉降

1[#]试桩加载至 19.5 MN,桩顶位移为 82.75 mm,桩底沉降 62.36 mm(按钢筋计成果分析),桩身下沉以桩与土间的相对位移为主。荷载达到 13.5 MN 时桩底沉降已超过 5 mm,2[#]试桩在荷载 24 MN 时桩顶位移 35.58 mm,桩底沉降 5.5 mm,桩顶沉降主要以桩身压缩变形为主。由此可见,2[#]试桩的承载力虽以桩周摩阻力为主,但其桩顶位移与桩身压缩变形有关,桩底沉降很小,具端承桩的特点。

4 桩荷载传递机理探讨

桩顶在荷载作用下,桩与土体相互作用,应力和位移发生变化。桩身与桩周土体间的相对位移产生了桩侧摩阻力,同时桩顶荷载通过桩身传到桩底,桩底土层也将发生压缩而产生桩底反力。荷载向周围土体传递的情况,与地基土的组成结构、成孔及桩身质量、荷载性质、桩身截面力学特性等有关。1[#]试桩桩长 77.8 m,未及基岩,静载试验得出的极限承载力为 18 MN,此时桩顶下沉 45.69 mm,底部 7[#]断面下沉 27.61 mm,属摩擦桩。2[#]试

桩桩长 81.9 m, 桩身嵌入基岩约 4 m, 荷载加到 24 MN 时仍未破坏, 此时桩顶下沉 35.58 mm, 与基岩面同标高的 7# 断面下沉 5.78 mm, 此时基岩面以下承受的端阻力仅占 7%。按求屈服荷载的折线法推算其极限承载力为 27 MN, 此时的端阻力将占 15.7%。从两根试桩极限承载力的对比可知, 2# 试桩极限承载力比 1# 试桩大 9 MN, 而两桩相距不到 9 m, 地质条件相似。显然, 这部分增加的承载力主要应由嵌岩作用引起, 嵌岩部分的侧阻力和端阻力占极限承载力的三分之一。由此可见, 2# 试桩在极限荷载作用下, 桩顶荷载虽然主要由侧摩阻力承担, 属于摩擦型的端承摩擦桩, 而不属端承桩类。究其原因是因为 2# 试桩桩身长, 穿过的土层土质好, 大部分为密实细砂, 只要桩身与土层间产生少量的相对位移 (10 mm 左右), 摩阻力就能充分发挥达到极限值, 侧摩阻力在极限承载力中所占的比例就大。虽然两根试桩均属摩擦桩型, 但嵌岩作用引起的极限承载力的增加是明显的, 桩长增加不多, 但承载力提高很多, 且沉降量

明显减小。

5 结 语

江阴长江公路大桥静载试验不仅成功地大桥地基基础设计与施工提供了可靠的依据, 也为该地区有关工程设计提供了参考依据: ① 1# 摩擦桩的极限承载力为 18 MN, 2# 端承摩擦桩的极限承载力大于 24 MN, 其推算值为 27 MN; ② 本地区土层密实、土质较好, 嵌岩桩表现出摩擦桩的特点, 与通常的端承桩有显著区别; ③ 从桩身变形特征分析, 端承摩擦桩又具有嵌岩端承桩的特点, 桩顶位移取决于桩身压缩变形, 桩底沉降量甚小; ④ 与摩擦桩相比, 端承摩擦桩嵌岩深度不大, 但承载力提高达三分之一; ⑤ 随着桩顶荷载的增大, 桩身中下部土层的侧摩阻力逐渐发挥, 当桩顶承受极限荷载时, 上部土层的侧阻力一般可超过其极限值而有所下降, 但下部土层的侧摩阻力仍未能充分发挥。

(收稿日期: 1995-11-22)

世界公用电力事业委员会正在筹建

在发展中国家, 电力开发每年正以 10% 的速度上升, 承担这项开发任务的组织均在政府的调控之下, 资金来源于政府的预算分配, 也有部分来源于国内外财政部门的援助与贷款。电力的需求量在今后的数十年可能要比目前的大得多。根据预算的资源有限程度, 这些国家为激励私营部门和投资商参与电力开发的积极性, 正逐步地从法律与行政上放宽有关现行政策, 这就可能需要对现有供电组织进行大的调整以使其与私营电力部门一道有效地运行在开放的市场经济之下。

在发达国家, 高增长的电力开发速度在逐渐减弱。但是, 这些国家在发电、输电、配电系统的设计、运转及维护方面具有丰富的经验, 并且还制定出了环境合理的、有益于发展中国家的电力规划。

据此, 在发展中国家与发达国家的各公用电力事业组织之间, 有必要也应该建立一种密切的关系, 以促进各组织之间的信息交流。为此, 目前正在筹建“世界公用电力事业委员会”, 其总部设在印度首都新德里; 临时主席由 Rajendra Singh 先生担任, 其会员将来自于全世界各公用电力事业部门的个人和团体及相关学科的人员。计划于 1996 年 11 月 20~22 日举行其第一次国际会议。

(元国江 供稿)